



Aalborg Universitet

AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Erosione indotta da onde e correnti di marea attorno a pali di grande diametro

Margheritini, Lucia; Martinelli, Luca; Lamberti, Alberto; Frigaard, Peter

Published in:

XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche : IDRA 2006

Publication date:

2006

Document Version

Publisher's PDF, also known as Version of record

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Margheritini, L., Martinelli, L., Lamberti, A., & Frigaard, P. (2006). Erosione indotta da onde e correnti di marea attorno a pali di grande diametro. In XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche : IDRA 2006: Rome, Italia, 10-15 Settembre 2006 Università degli studi di Roma "La Sapienza" : Università degli studi di "Roma tre".

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

EROSIONE INDOTTA DA ONDE E CORRENTI DI MAREA ATTORNO A PALI DI GRANDE DIAMETRO

Lucia Margheritini¹, Luca Martinelli², Alberto Lamberti², Peter Frigaard¹

- (1) Department of Civil Engineering, Hydraulics and Coastal Eng. Lab., Aalborg University – Aalborg (DK)
e-mail: mlucia@tin.it / peter.frigaard@civil.aau.dk
- (2) DISTART Idraulica, Università degli studi di Bologna, viale Risorgimento, 2 – Bologna (IT)
e-mail: luca.martinelli@mail.ing.unibo.it / alberto.lamberti@unibo.it

Parole chiave: idraulica costiera, interazione onde strutture, modelli di laboratorio, similitudine morfodinamica, trasporto solido.

SOMMARIO

Questa nota descrive, sulla base di esperimenti di laboratorio svolti all'Università di Aalborg (DK), l'erosione localizzata attorno a pali di grande diametro indotta da onde e correnti di marea. Gli esperimenti sono stati condotti in un canale a fondo mobile dotato di generatore d'onda e sistema di ricircolo bidirezionale; l'erosione è stata misurata da un profilatore laser automatico. I risultati vengono forniti in forma grafica in termini di volumi erosi e profondità massima. Le condizioni di erosione all'equilibrio sono ottenute sulla base delle misure applicando una semplice regola di scala che considera l'ingombro del palo, la durata dell'esperimento e la mobilità dei sedimenti. I volumi di erosione all'equilibrio V sono risultati pari a $V/D^3 \approx 16$ (con D diametro del palo) in presenza di corrente di marea e $V/D^3 \approx 13$ per corrente unidirezionale. La profondità di equilibrio risulta $S/D \approx 1.3$ per entrambe le condizioni.

1 INTRODUZIONE

La nota si propone di descrivere, sulla base di esperimenti di laboratorio, l'erosione attorno fondazioni monopalo di turbine eoliche offshore, al fine di ottenere indicazioni utili alla progettazione della protezione al piede. Nel dettaglio, ci si propone di esaminare i meccanismi di formazione dell'erosione localizzata attorno a pali larghi in presenza di onde e correnti di marea per fondale caratterizzato da sedimento non coesivo.

I parchi eolici che vengono costruiti in mare nel Nord Europa (principalmente Danimarca, Regno Unito e Germania) sono progettati in condizioni estreme di onda e corrente (unidirezionale o dovuta a marea). Gli investimenti in questo settore stanno crescendo di anno in anno dopo il primo parco eolico offshore, Vindeby Lolland 1991 (DK).

Posizionare le turbine in mare comporta vari vantaggi, fra i quali: maggiori intensità del vento e quindi velocità del rotore; minore impatto paesaggistico; possibilità di dislocamento anche di parchi piuttosto ampi (parco eolico Horns Rev 2002, Esbjerg, DK: più di 80 turbine da oltre 2MW di potenza l'una, 100 m di altezza sul livello del mare e diametro di base della fondazione maggiore di 4 m).

Le turbine eoliche vengono frequentemente installate su fondazioni monopalo di diametro adeguato a resistere all'azione combinata delle onde e del vento; la recente tendenza a costruire turbine di maggiore potenza si accompagna alla necessità di ricorrere a pale di dimensioni maggiori, pali più lunghi e quindi più grossi (valori del rapporto $h/D \leq 1$, con h = fondale e D = diametro del palo). L'erosione intorno al palo mette in serio pericolo la stabilità dell'intera struttura e richiede particolari accorgimenti.

Il meccanismo di erosione localizzata che si sviluppa per l'interazione fra i pali e correnti stazionarie è ben descritto in letteratura (Marchi e Rubatta, 1981; Hoffmans e Verheij, 1997; Melville e Coleman, 2000). L'erosione alla base di un palo può essere divisa in 4 componenti: erosione o deposito globale legato a movimenti del fondo su ampia scala (di cui non ci si occupa in questa nota); erosione locale

dovuta al solo aumento di velocità attorno al palo; erosione locale dovuta alla presenza dei vortici alla base del palo; erosione o deposito locale di breve periodo dovuta alla presenza di variazione della velocità indisturbata. In breve, un palo in un fluido rappresenta un ostacolo che altera il campo delle velocità e comporta un'erosione del fondale. L'erosione è indotta dal combinato di aumento dell'intensità della velocità e di formazione di vortici nei quali il sedimento viene sollevato e poi allontanato dalla corrente.

La Figura 1 descrive il processo in condizioni di velocità indisturbata stazionaria. La 'decelerazione' del flusso nella parte anteriore del palo comporta un innalzamento del pelo libero; la conseguente sovrappressione innesca delle correnti discendenti che generano vortici ad asse orizzontale; la struttura vorticoso al fondo si estende ai lati del palo, assumendo la forma tipicamente denominata 'a ferro di cavallo'. Nella parte posteriore di questo si formano invece i vortici di scia del palo, ad asse verticale, conseguenti al distacco della vena liquida. I diversi fenomeni che governano la parte posteriore e quella anteriore dell'ostacolo determinano una asimmetria della conseguente buca di erosione.

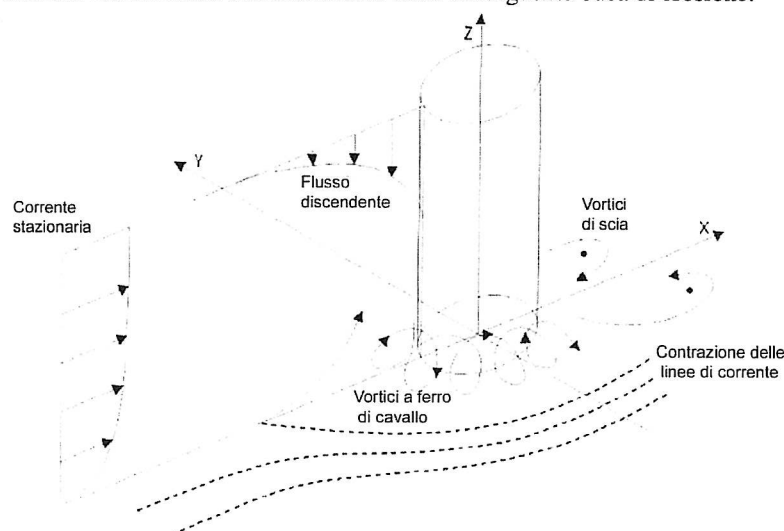


Figura 1. rappresentazione delle alterazioni del fluido dovute alla presenza del palo.

Sono stati realizzati numerosi studi sul meccanismo di erosione attorno a pile di ponti in ambito fluviale; tra questi citiamo: Toch e Laursen (1956), Shen et al. (1969), Nakagawa e Suzuki (1975), Qadar (1981), Baker (1981), Chiew and Melville (1987), Raudkivi (1988), Kothyari et al. (1992), Ahmad e Rajaratnam (1998), Graf e Yulistiyanto (1998), Whitehouse (1998).

In Sezione 2 sono riportate alcune consolidate formule di progetto (Sumer et al., 1992; Breusers et al., 1977; Richardson e Davis 2001; Sheppard, 2003) che evidenziano i parametri che influenzano l'erosione alla base del palo in condizioni di corrente stazionaria.

L'effetto delle onde corte sull'erosione è ampiamente descritto in Sumer e Fredsøe, (2002), mentre l'effetto dovuto all'inversione delle correnti dovute alla marea (Escameia, 1988) è più incerto.

Per descrivere il fenomeno in condizioni di inversione della corrente (effetto della marea) sono stati eseguiti, presso il laboratorio marittimo del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Aalborg (DK), diversi esperimenti in canale a fondo mobile dotato di generatore ondoso e ricircolo bidirezionale. La Sezione 3 presenta l'apparato sperimentale e la Sezione 4 la descrizione degli esperimenti.

Il rilievo del fondo è stato acquisito mediante uno strumento automatico di alta precisione, al fine di consentire una descrizione accurata del fondale; l'area attorno al palo è stata suddivisa in quattro settori: due laterali, uno sopraflutto ed uno sottoflutto. Nella Sezione 5 sono presentati tutti i risultati in termini di profondità e volume totale eroso per ciascun settore. In particolare sono descritte le forme tipiche di erosione e la loro evoluzione temporale, misurata in alcune prove di lunga durata. Viene assunta una semplice regola di scala al fine di mettere in relazione le grandezze misurate con quelle che presumibilmente caratterizzano lo stato di equilibrio. La presentazione dei dati è strutturata in modo da

fornire l'andamento della profondità massima raggiunta ed i volumi erosi in ogni settore in funzione delle configurazioni sottoposte a prova. L'effetto della marea sulla buca di erosione è valutato confrontandosi con le condizioni di corrente unidirezionale.

Nella Sezione 6 sono fornite alcune indicazioni progettuali relative alle protezioni da porre in opera al piede dei pali.

2 INTERAZIONE TRA PALO E MORFOLOGIA IN PRESENZA DI CORRENTI MONODIREZIONALI

La profondità massima di erosione S , il volume di equilibrio V ed tempo di sviluppo T , inteso come il tempo necessario per raggiungere le condizioni di equilibrio, sono funzioni dalle seguenti variabili:

$$S, V, T = f(h, D, \rho_s, \rho_w, d_{50}, g, \nu) \quad (1)$$

dove h è il tirante, D il diametro del palo, t la variabile tempo e le altre variabili hanno significato ovvio.

2.1 Influenza della geometria

L'erosione è sostanzialmente proporzionale all'ingombro del palo, che è Dh per pali larghi e D^2 per pali snelli.

Breusers et al. (1977) forniscono una complessa formula di progetto. In caso di un palo immerso in un campo di moto in cui il trasporto solido è sviluppato in tutta l'area, gli Autori suggeriscono la seguente espressione semplificata per evidenziare l'effetto del rapporto h/D :

$$\frac{S}{D} = k \cdot \tanh\left(\frac{h}{D}\right) \quad (2)$$

con $k = 1.5$ (valore atteso) o 2.0 (cautelativo).

La tangente iperbolica, infatti, permette di distinguere il comportamento dell'erosione nel caso di pali snelli e larghi: nel primo caso $h/D > 1$, la tangente è circa uguale a 1 e la profondità della buca è $S \propto D$. nel secondo caso, invece, $h/D < 1$, la tangente iperbolica è circa uguale all'argomento e la profondità della buca è quindi $S \propto h$. In sostanza l'erosione in verticale scala con $D \tanh(h/D)$.

Per pali non troppo larghi l'ordine di grandezza del fenomeno è dato da *Sumer et al.* (1992), come rapporto fra profondità massima e diametro del palo:

$$\frac{S}{D} = 1.3 \quad (3)$$

La equazione di *Richardson & Davis* 2001 (HEC-18), molto diffusa, comprende molti aspetti geometrici:

$$\frac{S}{D} = 2.0 \cdot K_1 K_2 K_3 K_4 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad (4)$$

dove:

K_1 = fattore di correzione per la forma della pila (1 per sezione circolare);

K_2 = fattore di correzione per l'angolo di incidenza del flusso sulla pila (1 per sezione circolare);

K_3 = fattore di correzione che tiene conto delle condizioni del fondale (forme di fondo, 1.1 per i casi esaminati);

K_4 = fattore che tiene conto delle dimensioni del sedimento non coesivo, della velocità indisturbata, oggetto di varie calibrizioni (1.0 per i casi esaminati). Per una discussione si veda Wagner e Muller (2005);

Fr è il numero di Froude U/\sqrt{gh} .

La formula è calibrata in base a prove con rapporto h/D spesso < 1.0 , da cui si può concludere che l'equazione è applicabile a pali larghi.

2.2 Effetto delle condizioni di mobilità del fondo

Gli effetti della mobilità del fondo possono essere definiti in termini di due velocità caratteristiche. U_{cr} è la velocità per la quale sopraflutto inizia il moto delle particelle di diametro d_{50} in presenza di letto piatto; U_{lp} è la velocità sopraflutto in corrispondenza della quale il letto diventa piatto; questa è anche assunta come la velocità per la quale si ha il picco di erosione in presenza di trasporto solido.

La formula di progetto di *Sheppard* (2003) suggerisce tre andamenti della profondità dell'erosione in funzione di tre condizioni di mobilità del fondo:

In assenza di trasporto solido $\left(0.45 \leq \frac{U}{U_{cr}} \leq 1.0\right)$

$$\frac{S}{D} = K_s 2.5 f_1 \left(\frac{h}{D} \right) f_2 \left(\frac{U}{U_{cr}} \right) f_3 \left(\frac{D}{d_{50}} \right) \quad (5)$$

Con K_s = coefficiente di forma

$$f_1 \left(\frac{h}{D} \right) = \tanh \left[\left(\frac{h}{D} \right)^{0.4} \right], \quad f_2 \left(\frac{U}{U_{cr}} \right) = 1 + \frac{0.25 \ln(U/U_{cr})}{(U/U_{cr})^2}$$

$$f_3 \left(\frac{D}{d_{50}} \right) = \frac{2.95}{2.5 \exp \left[0.45 \left(\log_{10} \left(\frac{D}{d_{50}} \right) - 1.64 \right) \right] + 0.45 \exp \left[-2.5 \left(\log_{10} \left(\frac{D}{d_{50}} \right) - 1.64 \right) \right]}$$

In presenza di trasporto solido $\left(1.0 < \frac{U}{U_{cr}} \leq \frac{U_{lp}}{U_{cr}}\right)$

$$\frac{S}{D} = K_s f_1 \left[2.2 \left(\frac{U - U_{cr}}{U_{lp} - U_{cr}} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{U_{lp} - U}{U_{lp} - U_{cr}} \right) \right] \quad (6)$$

Se $U > U_{lp}$, allora si può utilizzare:

$$\frac{S}{D} = K_s 2.2 \tanh \left[\left(\frac{h}{D} \right)^{0.4} \right] \quad (7)$$

L'equazione di *Sheppard* include la tangente iperbolica per il rapporto h/D conferendo continuità al problema dei pali snelli e dei pali larghi e considera esplicitamente l'effetto del sedimento d_{50} .

3 PROVE SU MODELLO

Le prove sono state progettate e condotte nei primi mesi del 2005 presso il laboratorio marittimo del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Aalborg (DK).

Gli obiettivi delle prove sono quelli di descrivere l'erosione attorno a fondazioni monopalo di turbine eoliche offshore, in particolare:

- determinare la profondità di equilibrio per correnti di marea e verificare se risulta minore di quella per correnti unidirezionali di stessa intensità, come ipotizzato in *Escameia* (1988).
- investigare l'evoluzione temporale della buca erosa per correnti di marea e non, per $0.5 \leq h/D \leq 3$.

3.1 Dispositivo

Il canale che ha ospitato i test è lungo 25 metri, largo 1.2 m e profondo 1.5 m attrezzato con un

generatore di onde controllato da un programma che utilizza il software AWASYS (Meinert, 2004) in grado di generare sia onde regolari che irregolari; il canale è inoltre equipaggiato con una pompa centrifuga di capacità pari a 650 l/s per la generazione di correnti capace di invertire il flusso (Figura 2).

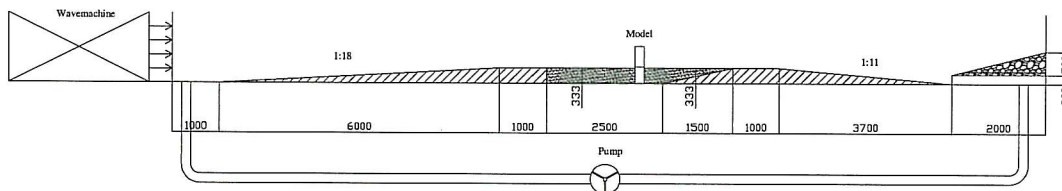


Figura 2. Schema del canale utilizzato durante le prove.

I modelli dei pali hanno diametri pari a 0.10 m e 0.20 m con tre diverse altezze d'acqua di 0.10 m, 0.17 m e 0.29 m in scala 1:30.

È stata usata una sabbia particolarmente fine con $d_{50} = 0.15$ mm, peso specifico $s = 2.65$ e velocità di caduta misurata pari a $w = 1.5$ cm/s.

3.2 Strumenti di misura

Le onde e le correnti sono state monitorate da un misuratore di livello piezoresistivo e un misuratore di velocità Doppler ad ultrasuoni. La misura dell'erosione è stata automatizzata grazie all'utilizzo di un profilometro laser che ha fornito dei rilievi in tre dimensioni dell'area attorno al modello; esso può lavorare sia in presenza che in assenza d'acqua (Figura 3) e consente un rilievo di precisione millimetrica dell'area in esame senza invaderla.



Figura 3. Profilometro laser in funzione.

L'area rilevata ha estensione 1.50 m x 0.93 m attorno al palo con un passo di 15 mm. Il tempo necessario ad ogni misurazione è stato di 35 minuti.

Il software EPro (Meinert, 2004b) di cui si avvale questo strumento, consente di seguire il rilievo in due o tre dimensioni in tempo reale. La grafica del programma fornisce i dati anche in due e tre

dimensioni e ne presenta un rilievo altimetrico (vedi Figura 4 nella Sezione 4) esportabile per la successiva analisi di dettaglio.

4 DESCRIZIONE DEGLI ESPERIMENTI

Gli esperimenti comprendono prove per correnti unidirezionali (Tabella 1), per correnti di marea (Tabella 2) e con correnti unidirezionali e onde frangenti al palo con periodo di ritorno annuale (Tabella 3). Questi ultimi non hanno generato erosione ed il loro effetto è stato poco rilevante rispetto a quello della corrente.

Le prove con correnti unidirezionali hanno una durata di 30 minuti. Quelle con correnti di marea hanno previsto la simulazione di almeno 2 cicli, della durata di un'ora ciascuno, con inversione della corrente e misurazioni ogni 30 minuti. Per il rilievo del fondo, la corrente è stata arrestata e la parte superiore del modello del palo svitata per permettere al profilometro di muovendosi incontrando senza ostacoli. Il rilievo è stato eseguito dopo 15 o 30 minuti dall'inizio delle prove di corrente stazionaria e prima dell'inversione di flusso per correnti di marea.

I valori del numero di Reynolds del palo UD/ν sono risultati sempre inferiori a 100000, e pertanto la scia non rappresenta fedelmente le situazioni di prototipo.

Tutti i test sono stati svolti in regime di trasporto solido. Si sono osservate delle forme di fondo tipo ripples e piccole ripples: $U^*/w = 0.68 \div 1.13$. Con w = velocità di caduta della sabbia misurata pari a 1.5 cm/s e U^* velocità d'attrito relativa ai grani. Il rapporto $U^*\varepsilon/\nu$ (con ε scabrezza del fondo pari a circa $0.5 \div 1$ cm) è superiore a $50 \div 170$ e pertanto il fondo appare come scabro.

Tabella 1. Prove eseguite con corrente stazionaria

Test	Descrizione	Diametro del palo D (m)	Altezza d'onda significativa H_s (m)	Periodo T_p (s)	Profondità d'acqua al palo h (m)	Velocità della corrente U (m/s)
4.1	Correnti uni- Direzionale	0.10		0.29	0.29	0.30
4.2						0.40
4.3						0.50
4.4				0.17	0.17	0.30
4.5						0.40
4.6						0.50
4.7				0.10	0.10	0.30
4.8						0.40
4.9						0.50
4.10		0.20		0.29	0.29	0.30
4.11						0.40
4.12						0.50
4.13				0.17	0.17	0.30
4.14						0.40
4.15						0.50
4.16				0.10	0.10	0.30
4.17						0.40
4.18						0.50

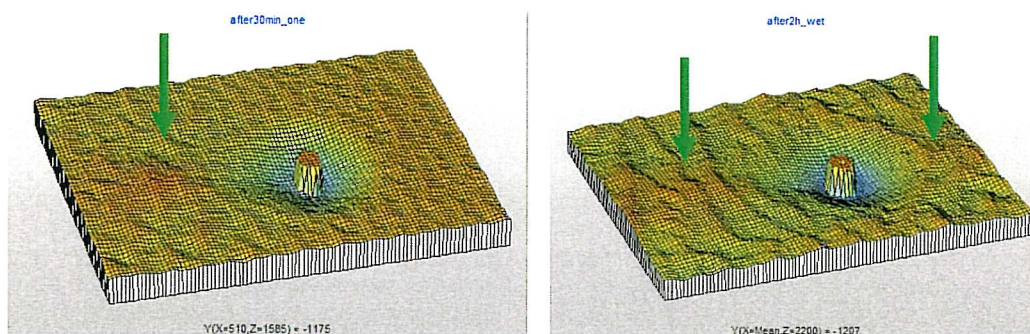


Figura 4. Erosione per correnti unidirezionali (sx) e di marea (dx). Le frecce evidenziano le zone di accumulo (del palo si vede solo la base in quanto la parte superiore è stata rimossa prima del rilievo).

Tabella 2. Prove eseguite con corrente a senso alternato

Test	Descrizione	Diametro del palo D (m)	Altezza d'onda significativa H_s (m)	Periodo T_p (s)	Profondità d'acqua al palo h (m)	Velocità della corrente U (m/s)
2.1	Correnti di marea	0.10	60	0.29	0.17	0.30
2.2						0.40
2.3						0.50
2.4						0.30
2.5				0.10	0.17	0.40
2.6						0.50
2.7						0.30
2.8						0.40
2.9		0.20	60	0.29	0.17	0.50
2.10						0.30
2.11						0.40
2.12						0.50
2.13				0.10	0.17	0.30
2.14						0.40
2.15						0.50
2.16						0.30
2.17						0.40
2.18						0.50

Per le correnti di marea non è stato scalato nel dettaglio l'andamento sinusoidale della velocità, ma è stato assunto un andamento schematico semplificato di tipo alternato, con periodo T_{mod} e valore massimo U_{mod} costante nel semiperiodo.

Si è assunto per U_{mod} il valore massimo U_{max} della corrente di marea di riferimento. Ciò è coerente con l'ipotesi che quando la mobilità è modesta l'erosione a regime sia determinata dalle velocità massime.

Il periodo dell'onda semplificata è assunto inferiore a quello oscillante; in particolare si è mantenuto lo stesso trasporto complessivo per ciclo di marea: assumendo che il trasporto sia proporzionale alla velocità elevata ad un esponente α compreso tra 3 e 5, si ha:

$$|V_{\max}|^\alpha T_{\text{mod}} = \int_0^T (V_{\max} \sin(\omega t))^\alpha dt \quad (8)$$

con T_{mod} compreso fra 0.68 e 0.84 volte il periodo di marea. Essendo stata scelta una marea di 12h (che in scala corrisponde a circa 2.2 h), il periodo corrispondente è di 50-60 minuti. La corrente è stata mandata per 30 min con intensità costante pari a quella massima e poi a verso invertito per altri 30 minuti.

Nel caso di correnti di marea durante la prima metà del ciclo l'evoluzione della buca di erosione è del tutto analoga a quella delle correnti unidirezionali con formazione di buca asimmetrica (figura 4 a sinistra); appena il flusso si inverte, però, si assiste ad un ampliamento dell'erosione anche nella parte opposta (figura 4 a destra). Alla fine delle prove di marea la buca erosa risulta simmetrica e circolare.

Tabella 3. Prove eseguite con corrente stazionaria e onde

Test	Descrizione	Diametro del palo D (m)	Altezza d'onda significativa H_s (m)	Periodo T_p (s)	Profondità d'acqua al palo h (m)	Velocità della corrente U (m/s)
1.1	Onde frangenti al palo con corrente uni- Direzionale	0.10	0.12	1.28	0.29	0.00
1.2				2.01		
1.3			0.08	1.28	0.17	
1.4				2.01		
1.5			0.12	1.28	0.29	
1.6				2.01		

5 RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

I risultati sono presentati come profondità massime di erosione S e volumi erosi all'interno della buca V . L'erosione massima S è ottenuta come massimo scostamento rispetto allo zero di riferimento (quota a cui è spianato il fondo prima delle prove) della griglia misurata. Il volume è ottenuto integrando la superficie misurata (rispetto al piano di riferimento) in un'area ellissoidica di semiasse 41 cm x 55 cm (limite imposto dall'assetto sperimentale), con semiasse maggiore perpendicolare alla direzione della corrente. La profondità massima di erosione si è verificata la maggior parte delle volte ai lati del palo o sopraflutto, concordemente con le indicazioni di letteratura. I risultati per correnti stazionarie e di marea sono stati messi a confronto per evidenziarne differenze o similitudini.

5.1 Correnti unidirezionali

Il tempo di sviluppo è il tempo in cui si raggiunge la profondità di equilibrio per correnti unidirezionali. In Figura 5 è riportata una prova della durata eccezionale di 4 ore al fine di monitorare l'andamento temporale dell'erosione massima della buca erosa rappresentato secondo una semplice legge esponenziale negativa. Tale legge esprime il concetto che la velocità con cui la buca si approfondisce è proporzionale alla differenza fra la profondità di equilibrio e quella della buca stessa e sembra interpretare i dati con buona approssimazione.

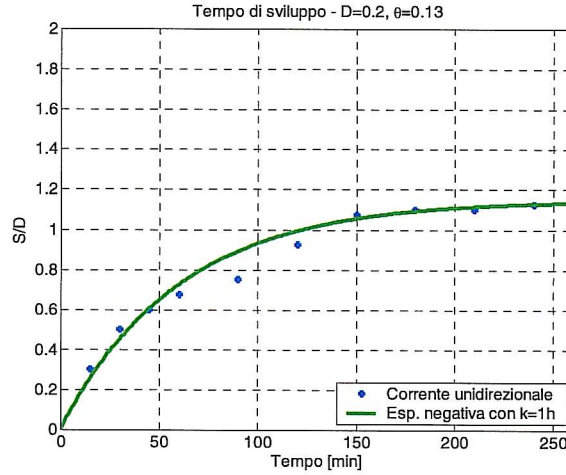


Figura 5. Interpolazione dei risultati di laboratorio per una prova di lunga durata.

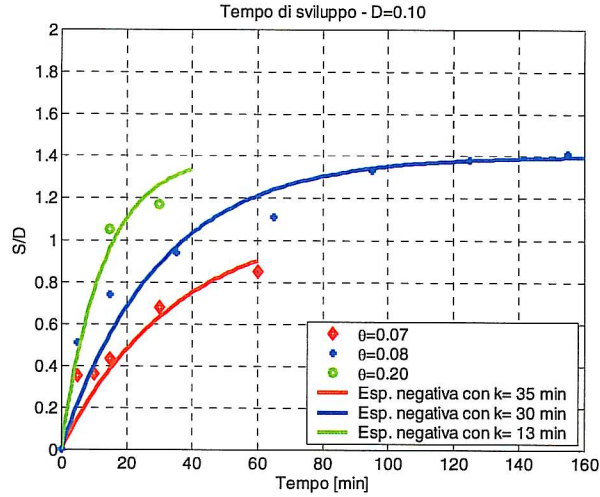


Figura 6. Interpolazioni di dati di laboratorio: dipendenza del tempo di sviluppo dal parametro di Shields.

Le misurazioni fatte sono state interpolate ai minimi quadrati con curve esponenziali negative del tipo:

$$S(t) = S_{\max} (1 - e^{-t/k}) \quad (9)$$

con $k = 13, 30, 35$ minuti rispettivamente per $\theta = 0.20, 0.08, 0.07$, dove $\theta = U^{*2} / (\rho_s / \rho - 1) g D$.

Quindi ad ogni inversione di corrente, ovvero ogni 30 min, l'equilibrio viene raggiunto solo per le prove con il valore del parametro di Shields maggiore (Figura 6): per $\theta = 0.20, 0.08, 0.07$, l'erosione sviluppata è del 99%, del 63% e del 58% circa.

Ipotizzando una legge di trasporto del tipo $q \propto (\theta - \theta_{cr})^\alpha$ si ottiene una legge di scala per il tempo caratteristico k per bassi fondali (erosione proporzionale a $D^3 \tanh(h/D)$) del tipo:

$$k = \left[k_{\text{rif}} \frac{(\theta - \theta_{cr})_{\text{rif}}^\alpha}{D_{\text{rif}}^3 \tanh(h_{\text{rif}} / D_{\text{rif}})} \right] \frac{D^3 \tanh(h / D)}{(\theta - \theta_{cr})^\alpha} = \lambda \frac{D^3 \tanh(h / D)}{(\theta - \theta_{cr})^\alpha} \quad (10)$$

Sulla base dei valori di k stimati, per $\alpha=1.0$ λ risulta pari a circa 400'000 s/m³ (+/- 40%, con

sovrastima delle prove caratterizzate da $D=0.2$ m e sottostima delle altre) θ è valutato per una velocità locale al palo pari al doppio della velocità della corrente a monte e $\theta_{cr}=0.05$. L'ampia incertezza è forse dovuta al fatto che l'area di misura non è sufficientemente estesa per interpretare l'erosione per pali larghi.

Mettendo in relazione i risultati misurati di S/D rispetto ad un parametro di mobilità, ovvero θ (Figura 7, con differenziazione dei dati in base ad h/D) o U/U_{cr} (Figura 8, con differenziazione dei dati in base a D), si osserva che i dati a mobilità inferiore sono lontani dalle condizioni attese di regime.

Valori prossimi all'equilibrio possono essere ottenuti applicando la correzione data dall'eq. 10 (per $\alpha=1$). Dopo tale correzione i punti risultano prossimi alla curva teorica (Figura 8). Tale curva prevede un inizio di erosione per $U/U_{cr} = 0.5$, ovvero quando le condizioni critiche di inizio trasporto sono raggiunte solo intorno al palo, dove la velocità è pari a circa il doppio dell'intensità del flusso a monte U . La curva poi tende ad un valore poco superiore ad 1 e il parametro di mobilità (θ oppure U_{cr}) influenza poco la profondità di erosione.

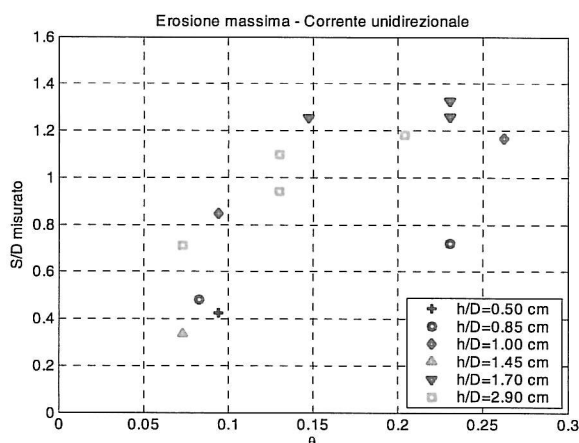


Figura 7. Dipendenza di S/D dal parametro di Shields.

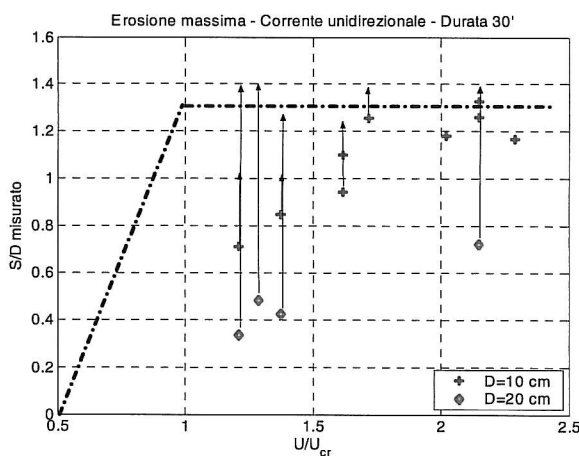


Figura 8. Valori S/D all'equilibrio (curva tratteggiata) e valori raggiunti nei test rispetto al parametro di mobilità.

Il generale accordo con le formule di letteratura conferma l'accuratezza del metodo di correzione usato. L'adattamento del parametro di scala attraverso l'eq. 10 ha evidenziato un tempo di sviluppo minore per le prove con modelli aventi $D=10$ cm che non per le prove con $D=20$ in quanto il volume di sabbia che viene eroso, proporzionale a D^3 (o a hD^2 per bassi fondali), è proporzionalmente minore.

Analogamente esaminando la dipendenza di S da θ nel tempo nell'ambito dei test con lo stesso diametro, l'equilibrio viene raggiunto prima per le prove con il parametro di Shields maggiori, indice di una mobilità maggiore e quindi di un processo più veloce (Figura 6).

Per brevità non sono stati presentati i dati in funzione del rapporto h/D . Come previsto, esso non è un parametro significativo quando $h/D > 1$. Per contro l'analisi dei casi con $h/D < 1$ non ha dato chiare indicazioni. Purtroppo questi casi, caratterizzati da $D=20$ cm, sono quelli meno attendibili, per i quali si ritiene che l'erosione a fine prova fosse molto lontana dall'equilibrio. Pertanto, i risultati per questo caso non sono significativi; essi sono comunque in accordo con la formula di *Breusers et al.* (1977).

I risultati in termini di volume di erosione V hanno andamento del tutto simile a quelli della profondità S (Figura 9sx, 9dx). Infatti, in condizioni di corrente monodirezionale il volume cresce secondo una forma fissa e quindi col cubo del parametro di scala. Il volume eroso stimato per le sole prove in cui si ritiene di aver raggiunto le condizioni di regime (correzione insignificante apportata dall'eq. 10) è $VD^3 \approx 13$ (+/-5) per corrente unidirezionale, $VD^3 \approx 16$ (+/-7) in condizioni di marea (vedi il paragrafo seguente).

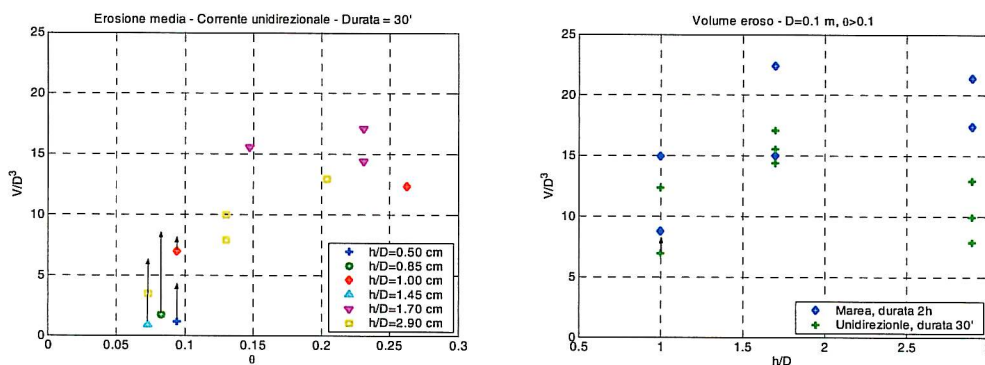


Figura 9. sx) Dipendenza di VD^3 dal parametro di Shields θ . dx) Dipendenza di VD^3 da h/D dato $\theta > 0.1$, $D=0.1$; per questi dati $\tanh(h/D)=1$.

5.2 Correnti di marea

In presenza di marea, l'esame dello sviluppo della buca di erosione è più complicato; il processo segue un andamento oscillante e ciò è dovuto al parziale ri-riempimento della stessa quando la corrente inverte la sua direzione.

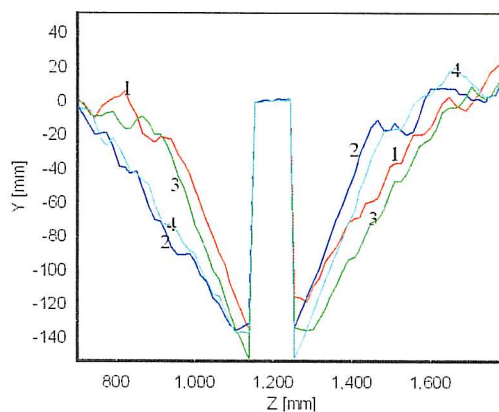


Figura 10. Sezione trasversale della buca erosa per 2 cicli di marea (4 periodi, numerati in successione).

Nel caso di correnti unidirezionali la buca di erosione che si forma è asimmetrica: più inclinata nella parte sopraflutto e più allungata e con una pendenza minore nella parte sottoflutto. Dopo l'inversione della corrente, si verifica una deposizione nella parte meno inclinata e un'erosione nell'altra (Figura 10). L'angolo presenta comunque sempre pendenza maggiore dell'angolo di attrito. Questa stessa descrizione è caratteristica della buca che si genera durante il primo periodo di marea in quanto il flusso non si è ancora invertito.

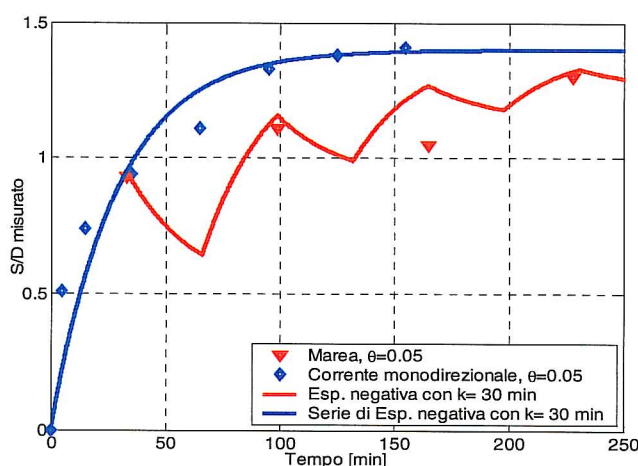


Figura 11. Approssimazione dell'evoluzione temporale di S/D per correnti di marea (seghettata) a confronto con correnti unidirezionali (regolare).

Considerando l'evoluzione del riempimento in similitudine a quanto fatto per descrivere l'erosione, ovvero assumendo una velocità di riempimento proporzionale alla differenza fra profondità di equilibrio e profondità della buca, si ottiene la curva spezzata di Figura 11 (indicata in legenda come "serie di esponenziali negative per correnti di marea"). Essa dà curiosamente una buona stima della profondità misurata, nonostante le misure non siano prese necessariamente dalla stessa parte del palo (aspetto che compromette la fondatezza dell'ipotesi assunta).

La profondità di equilibrio per correnti unidirezionali e di marea è la stessa (Figura 12) sebbene la buca appaia più larga (Fig. 9 dx).

Per descrivere meglio il fenomeno, l'area attorno al palo è stata suddivisa in una parte anteriore, posteriore e due parti laterali per le quali vengono calcolati massima profondità di erosione e volume eroso.

La Figura 13 presenta i volumi erosi relativi ai quattro settori in cui l'area attorno al palo è stata suddivisa, per la prova 4.1 (a sx), che prevede la presenza di corrente unidiretta, e per la prova 2.2 (a dx), che prevede la presenza di marea. Nel primo caso l'erosione è monotona crescente ma con velocità di approfondimento diverse per i vari settori: la buca si forma prima a monte ed ai lati, nei pressi dei vortici a ferro di cavallo, ed il flusso di massa diretto verso la zona retrostante rallenta la velocità di erosione del settore di valle; quando rallenta l'erosione davanti al palo si intensifica quella nella zona retrostante, dovuta alla scia. Nel caso presentato, che si ritiene ancora lontano dalle condizioni di regime (secondo l'eq. 10), il volume eroso dietro al palo supera quello che si manifesta davanti, dove invece si realizza la profondità massima. In presenza di marea, l'andamento qualitativo dell'erosione muta a causa dell'inversione della corrente, sicché non si ha più un andamento monotono crescente. Per la prova 2.2, infatti, il settore anteriore (inteso come settore di monte rispetto alla direzione della corrente di inizio prova) è soggetto ad un parziale riempimento dopo la prima ora (1 ciclo di marea); allo stesso modo il settore posteriore (settore di monte durante la seconda metà del ciclo) evidenzia un parziale riempimento dopo i primi 90 minuti; i settori laterali invece accrescono il volume eroso fino all'equilibrio,

analogamente a quanto accade per corrente unidirezionale.

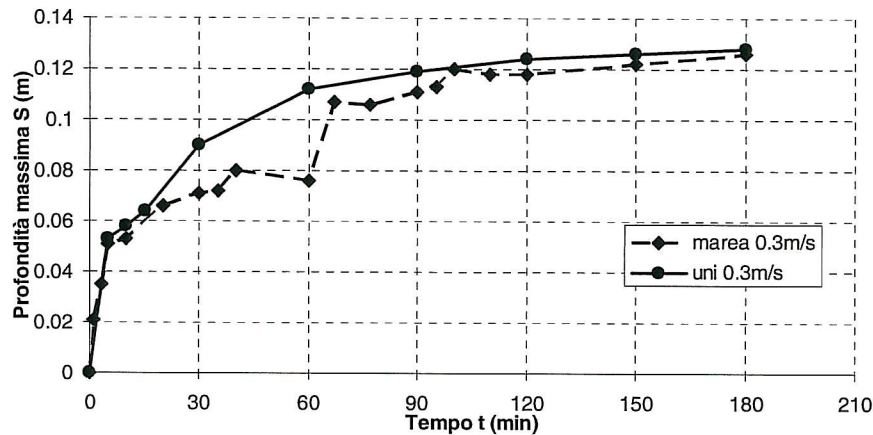


Figura 12. Prove di lunga durata in presenza di corrente unidiretta (linea continua) o in caso di marea (tratteggiata).

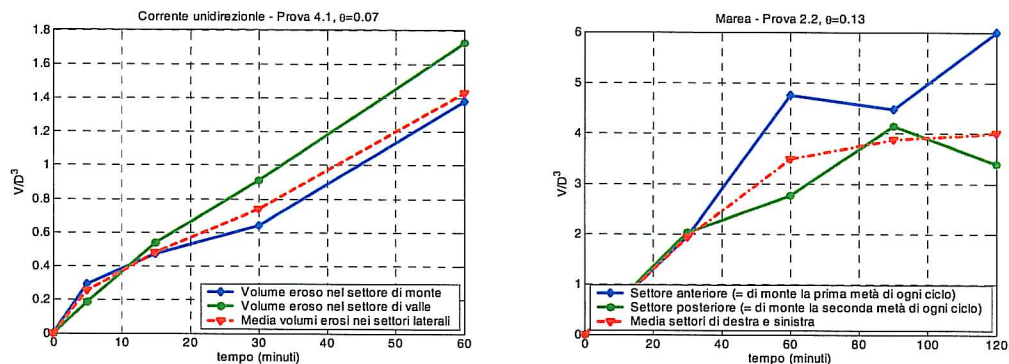


Figura 13. Volumi erosi per i quattro settori in cui è stata divisa l'area attorno al palo in funzione del tempo, per una prova con corrente unidiretta (sx, lontana dalle condizioni di regime) e con marea (dx).

6 PROTEZIONE DELLA FONDAZIONE

Dalle prove eseguite, risulta che la buca di erosione che si può formare con pali di diametri di 4 m è di circa 5.2 m ($S/D=1.3$), sufficienti a mettere a rischio la stabilità della struttura. Si manifesta quindi inevitabile la necessità di proteggerla. Per evitare un'infissione più profonda del palo è possibile proteggere il fondale attorno ad esso con una gettata di massi naturali.

Il criterio normalmente utilizzato in presenza di marea è quello di impiegare massi che siano stabili per una corrente stazionaria di intensità pari a quella massima. L'estensione della protezione presunta è pari all'incirca all'estensione della buca erosa all'equilibrio che si svilupperebbe in assenza di questa (*den Boon et al., 2004*). Questa soluzione porta a proteggere zone lontane anche più di $2.5D$ dalla struttura e all'utilizzo di enormi volumi di materiali, in modo da allontanare sufficientemente dal palo la buca che si forma al piede della protezione.

Per il progetto del parco eolico London Array, sono state eseguite prove specifiche di cui si riporta il risultato; si è cercato di valutare la risposta di alcune protezioni che minimizzino l'utilizzo di materiale allo scopo di ottimizzare la protezione. Le dimensioni dei massi necessarie per la stabilità sono un aspetto critico, perché diametri grandi sono difficilmente reperibili.



Figura 14. Protezione con elevazione dal fondo di 2 cm. Prima (sinistra) e il dopo (destra) la prova.



Figura 15. Protezione che riempie una buca già sviluppata. Prima (sinistra) e il dopo (destra) la prova.

E' stato sottoposto a prova un tipo di protezione che si eleva dal fondale di 2 cm (Figura 14) e una con elevazione dal fondale nulla e cioè che riempie una buca di erosione già parzialmente o totalmente sviluppata (Figura 15). Questo criterio di progettazione prevede che la protezione venga adagiata prima del montaggio della turbina eolica, ovvero prima che il palo venga sollecitato dalle forze di progetto.

Dopo 30 minuti di onde e correnti unidirezionale, le protezioni appaiono danneggiate in misura diversa: nel 1° caso (Figura 14, a destra) il danno è inaccettabile in quanto la base del palo (fascia nera) è esposta per parecchi centimetri; nel 2° caso (Figura 15, a destra) è risultato molto più contenuto. Infatti meno i massi si elevano dal fondale, meno sono esposti a condizioni destabilizzanti. Altra considerazione importante riguarda i volumi di materiali utilizzati nei due casi che è nettamente inferiore nel caso di protezione ad elevazione zero.

CONCLUSIONI

A seguito delle prove sull'erosione, si è giunti alle seguenti conclusioni:

1. nel caso di correnti unidirezionali l'evoluzione dell'erosione può essere rappresentata tramite un'esponenziale negativa il cui tempo di scala è tanto minore quanto maggiore è il parametro di Shields θ ,
2. i tempi per arrivare a regime diminuiscono all'aumentare della mobilità θ ed aumentano con il volume da erodere ($\approx D^3$ o, più genericamente, $D^3 \tanh(h/D)$, con D diametro del palo e h tirante);
3. per correnti unidirezionali il volume eroso aumenta monotonicamente seguendo una forma fissa con il cubo del parametro di scala;
4. nel caso di correnti di marea il volume eroso davanti e dietro al palo non aumenta monotonicamente: ai lati si assiste ad un processo di continua erosione mentre nella parte

- anteriore e posteriore al palo si susseguono deposito ed erosione, pur di intensità decrescente;
5. in condizioni di marea S/D non raggiunge valori sostanzialmente diversi dal caso unidirezionale, ma i volumi erosi sono maggiori poiché l'erosione diventa simmetrica: volume eroso $(V/D^3) \approx 13 (+/-5)$ per corrente unidirezionale, $(V/D^3) \approx 16 (+/-7)$ in condizioni di marea.

A seguito delle prove sulle protezioni si è giunti alle seguenti conclusioni:

6. più si eleva la protezione dal fondale, più questa è sottoposta a condizioni destabilizzanti;
7. le correnti di marea devono essere considerate come un'aggravante poiché la buca di erosione che si svilupperebbe in condizione non protetta è maggiore in volume ed estensione rispetto a quella del caso unidirezionale. Pertanto pare opportuno progettare una protezione che tenga conto di un fattore cautelativo applicabile all'estensione della gittata di massi.

BIBLIOGRAFIA

- Ahmed F. e N. Rajaratnam (1998): *Flow around bridge piers* J.Hyd. Engg., A.S.C.E., Vol. 124, No. 3, March pp. 288-299.
- Baker C.J. (1981): *New design equation for scour around bridge piers* J. Hyd. Eng., A.S.C.E., Vol 124, No 3, March pp. 288-299.
- Breusers H.N.C., G. Nicolette e H.W. Shen (1977): *Local scour around cylindrical piles*, J. Hyd. Res., vol 15, No. 3, 211-252.
- Chiew Y.M. e B.W. Melville (1987): *Local scour around bridge piers*. J. of Hydraulic Research, I.A.H.R., Vol. 25, No.1.
- den Boon H.J., J. Sutherland, R. Whitehouse, R. Soulsby, C.J.M. Stam, K. Verhoeven, M. Hoegedal e Tue Hald (2004): *Scour Behaviour and Scour Protection for Monopile Foundations of Offshore Wind Turbines*, European Wind Energy Conference & Exhibition, Aalborg, 14 pp.
- Escarameia M. (1988): *Laboratory investigations of scour around large structures in tidal waters*. Basics of Sediment Transport and Scouring. HR Wallingford.
- Graf W.H. e Yulistano (1998): *Experiments of flow around a cylinder, the velocity and velocity fields*. J. Hyd. Research, I.A.H.R., Vol. 36, No.4, pp. 637-653.
- Hoffman G.J.C.M. e H.C. Verheij (1997): *Scour manual*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Kothyari et al. (1992): *Temporal variation of scour around circular bridge piers*. J. of Hyd. Eng., A.S.C.E., Vol 118, No 8, aug., pp. 1091-1105.
- Marchi E. e A. Rubatta, (1981): *Meccanica dei fluidi principi e applicazioni*, Utet.
- Meinert P. (2004): *Awasys User manual*, www.hydrosoft.civil.aau.dk/Download/AwaSys5_UserManual.pdf
- Meinert P. (2004b): *Epro User manual*, www.hydrosoft.civil.aau.dk/epro/index.htm
- Melville B.W. e S.E. Coleman (2000): *Bridge Scour*. Water Resources Publications, CO, USA.
- Mueller D.S. e C.R. Wagner (2005): *Field observations and evaluations of streambed scour at bridges*, Pub. No.FHWA-RD-03-052. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Nakagawa H. e K. Suzuki (1975): *An application of stochastic model of sediment motion of local scour around a bridge pier*. Proc. 16th Congress, I.A.H.R., Sao Paulo, Brazil, Vol, 2, pp 228-235.
- Quadar A. (1981): *Bridge Pier Scour Equations – An Assessment*, Hydraulic Engineering, 1, 61-67.
- Raudkivi A.J. (1986): *Functional trends of scour at bridge piers*. J. of Hyd. Eng., A.S.C.E., Vol 112, No. 1, pp. 1-13.
- Richardson E.V e S.R. Davis (2001): *HEC-18. Evaluating Scour at Bridges*. Hydraulic Engineering Circular No. 18. Fourth edition. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation.
- Shen H.W., V.R. Schneider e S. Karaki (1969): *Local scour around bridge piers*. J. of hydraulic Div., A.S.C.E., Vol 95, No 6, pp. 1919-1940.
- Sheppard D.M. (2003): *Large scale and live bed local pier scour experiments, phase 2, live bed experiments, final report*, University of Florida.
- Sumer B.M., J. Fredsoe e N. Christiansen (1992): *Scour around vertical piles in waves*. Journal of waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 118 (1), 15-31.
- Sumer B.M. e J. Fredsøe. (2002): *The mechanics of scour in the marine environment*. Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 17. 2002.
- Toch A. e E.M. Laursen (1956) : *Scour around bridge piers and abutments*. Bull. No. 4, Iowa Highway Res. Board.
- Whitehouse R.J.S. (1998): *Scour at marine structures*. Thomas Telford, London, 216 pp.